

# 曲げとせん断を受ける鉄筋コンクリート造梁のひび割れ間隔とひび割れ幅

## Space and Width of Cracks on Reinforced Concrete Beams under Shear and Flexural Loads

高橋 之\*

Susumu Takahashi

### Summary

Recently, life-time of concrete structures is prolonged. In terms of maintenance, to estimate residual cracks is important for reducing running cost of concrete structures because wide residual cracks must be repaired by epoxy resin and so on. In this research, an experimental study was conducted on three reinforced concrete beams to investigate the space and the width of cracks on concrete beams where the flexural capacity of these three beams are same. The test parameter is the number and the diameter of main reinforcing bars. The residual cracks of a beam with large reinforcing bars (less number of reinforcing bars are used compared with other two beams) were wider than other two beams. This result indicates that running cost of concrete beams is different even if the flexural capacities of the beams are same.

**キーワード** : 鉄筋コンクリート造梁, ひび割れ幅, ひび割れ間隔, 補修, 付着

**Keywords** : reinforced concrete beam, crack width, crack space, repair, bond.

### 1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート造建物の長寿命化に伴い, 建物の使用性や修復性が重要となっている。鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説<sup>1)</sup>では鉄筋コンクリート造建物の使用限界, 修復限界 I (小規模な補修が必要) をそれぞれ残留ひび割れ幅 0.2 mm, 1.0 mm で定義している。

一方, 鉄筋コンクリート造部材のひび割れ幅やひび割れ間隔については, Watstein<sup>2)</sup>や角田<sup>3)</sup>が引張力が作用している梁を対象に検討しており, また, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>4)</sup>には長期荷重を受ける部材のひび割れに関する検討方法が記載されているが, 短期荷重時の応力を想定した部材については研究事例が少ない。鉄筋コンクリート造建物

の耐震性能評価指針・同解説でも極めて少ない試験体からひび割れ本数を仮定し, ひび割れ幅を計算する方法を導き出している。

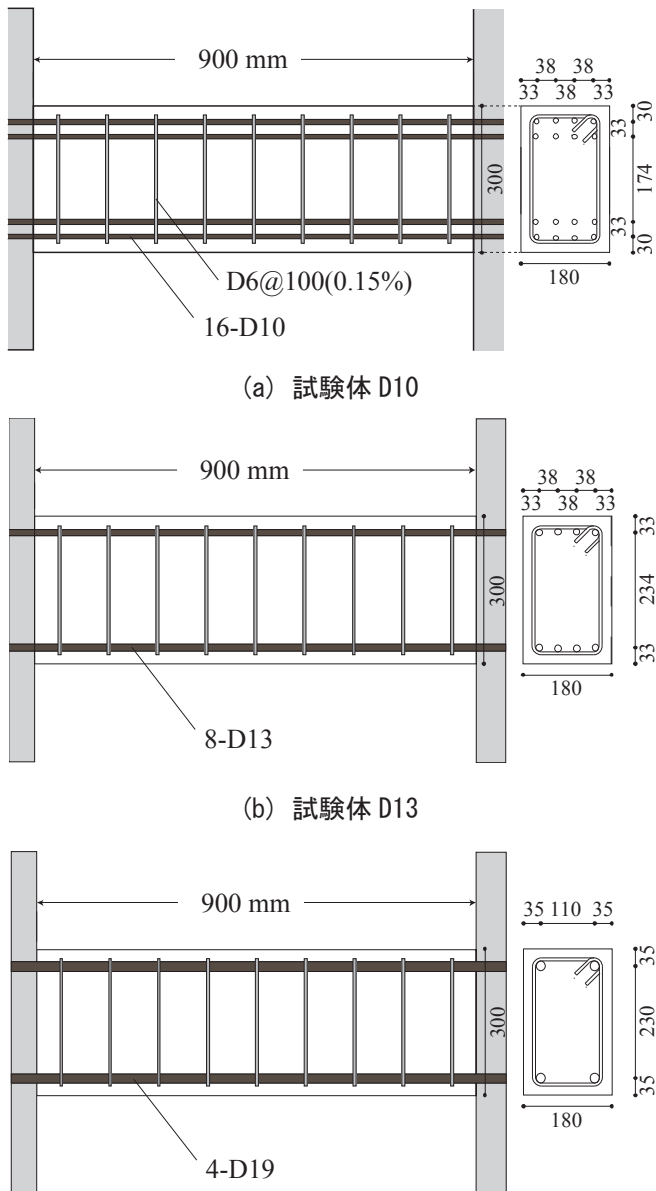
そこで本研究では, 曲げとせん断を同時に受ける鉄筋コンクリート造梁を対象に, ひび割れ幅とひび割れ間隔を調査することを目的として実験を行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体は鉄筋コンクリート造梁の 1/2 を想定した縮尺模型であり, スパンの半分を対象とした。実験変数は主筋の鉄筋径および本数とし, 試験体数は計 3 体である。図 1 に試験体の形状および配筋を示す。梁断面は全試験体で共通であり, 梁幅が 180mm, 梁

\* 大同大学工学部建築学科建築専攻



(a) 試験体 D10  
(b) 試験体 D13  
(c) 試験体 D19  
図 1 試験体配筋図 (mm)

せいは 300mm である。打設の方向によりひび割れ発生に影響する可能性があるため、梁の側面からコンクリートを打設した。

使用した鉄筋の材料試験結果を表 1 に示す。コンクリートは材齢 46 日に材料試験を行い、圧縮強度が  $32.1 \text{ N/mm}^2$ 、ヤング係数が  $30.7 \text{ kN/mm}^2$  であった。なお、これらの値は 3 本平均の値である。

## 2.2 加力方法

図 2 に加力装置を示す。試験体は梁の半分を想定して製作しており、加力は片持ち梁形式で行った。

変形角 2% までは変位制御により正負交番繰り返し载荷を行い、その後、変形角 3.5% まで

表 1 鉄筋の材料特性

Diameter	Yield strength ( $\text{N/mm}^2$ )	Young's modulus ( $\text{kN/mm}^2$ )
D6	432	221
D10	394	212
D13	400	213
D19	378	203

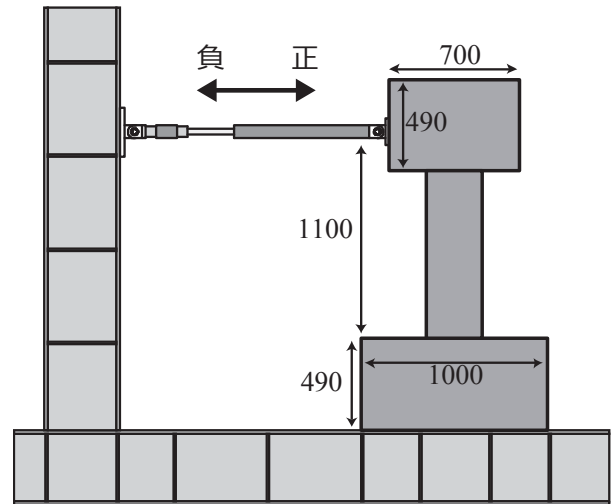


図 2 加力装置 (mm)

表 2 計算強度

試験体	D10	D13	D19
曲げ強度	46 kN	45 kN	47 kN
せん断強度	89 kN	92 kN	93 kN
せん断余裕度	1.9	2.1	2.0
引張鉄筋断面積	$568 \text{ mm}^2$	$508 \text{ mm}^2$	$574 \text{ mm}^2$
引張鉄筋周長	240 mm	160 mm	120 mm

は正側のみ载荷を行った。

## 2.3 強度計算

RC 規準に従って計算した各試験体の計算強度を表 2 に示す。ひび割れ幅やひび割れ間隔には、ひび割れ面での鉄筋からコンクリートへの応力伝達が大きく影響するため、引張鉄筋に関する情報も併せて記載している。試験体は全て曲げ降伏先行型で設計しており、主筋の断面積はどの試験体も概ね等しいことから、曲げ降伏強度は殆ど差がない。しかし、鉄筋径と本数を変化させることで、鉄筋とコンクリートが接している面積には差が生じている。これがひび割れ幅やひび割れ間隔にどのような影響を与えるかを調べるのが本実験の目的である。

### 3. 実験結果

#### 3.1 試験体 D10 の破壊性状

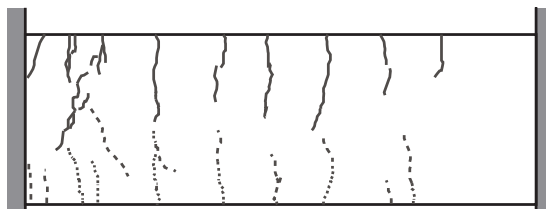
試験体 D10 の最終ひび割れ状況を図 3(a) に、荷重変形角関係を図 4(a) にそれぞれ示す。変形角 0.33% 時に最初のひび割れが発生し、変形角 1.0% 時に主筋が降伏ひずみに達した。その後、梁端部のひび割れの幅が開いていき、変形角 3.6% で最大荷重 48kN を記録した。

#### 3.2 試験体 D13 の破壊性状

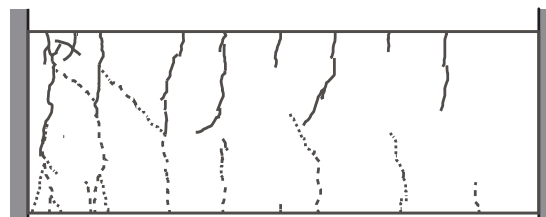
試験体 D13 の最終ひび割れ状況を図 3(b) に、荷重変形角関係を図 4(b) にそれぞれ示す。変形角 0.33% 時に最初のひび割れが発生し、変形角 1.5% 時に主筋が降伏ひずみに達した。その後、梁端部のひび割れの幅が開いていき、変形角 3.4% で最大荷重 46kN を記録した。

#### 3.3 試験体 D19 の破壊性状

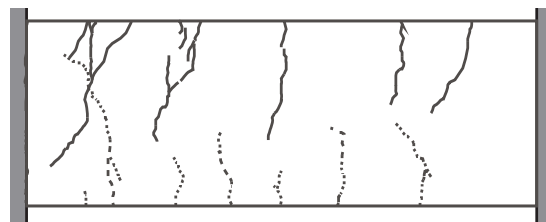
試験体 D19 の最終ひび割れ状況を図 3(c) に、荷重変形角関係を図 4(c) にそれぞれ示す。変形角 0.33% 時に最初のひび割れが発生し、変形角 0.7% 時に最大荷重 48kN を記録したが主筋は降伏ひずみに達していなかった。その後、変形角 1.7% で主筋が降伏し、梁端部のひび割れの幅が開いていった。



(a) 試験体 D10

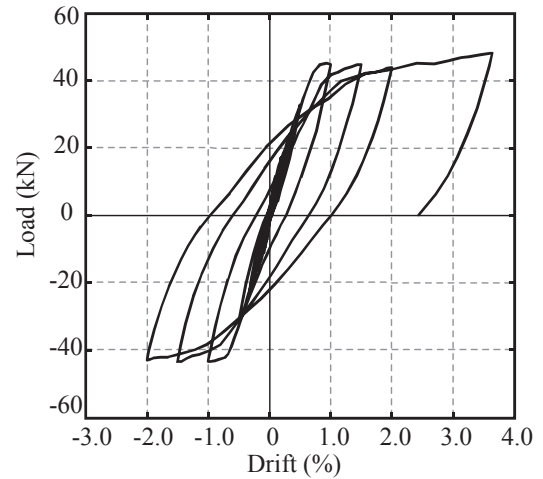


(b) 試験体 D13

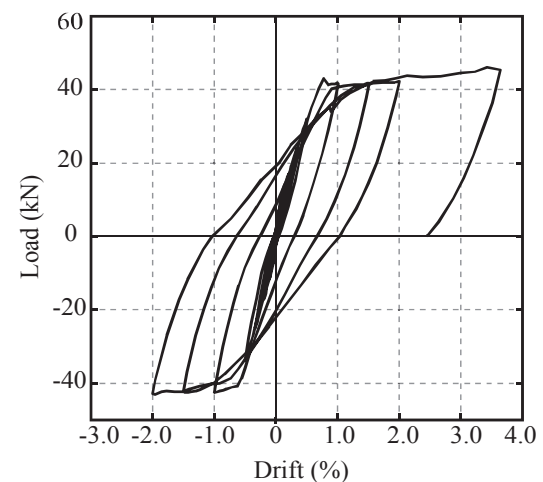


(c) 試験体 D19

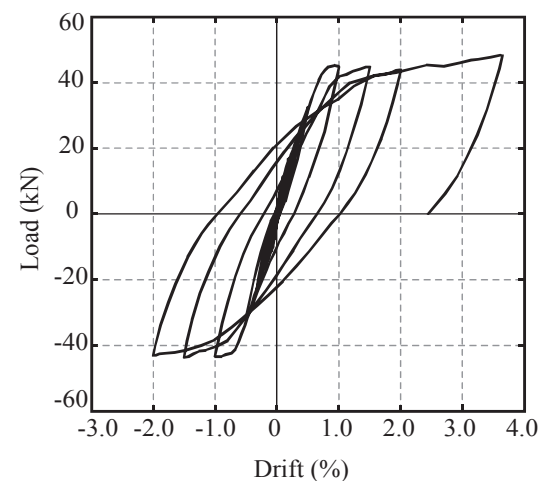
図 3 試験体のひび割れ性状



(a) 試験体 D10



(b) 試験体 D13



(c) 試験体 D19

図 4 荷重変形角関係

#### 4. ひび割れ幅の推移

図5および図6に、各試験体の正載荷におけるピーク時及びその後の除荷時のひび割れ幅の推移をそれぞれ示す。試験体D10ではひび割れ幅の拡幅が図中に示すひび割れにおいて顕著であった。これに対し、試験体D13および試験体D19では、ひび割れ幅の拡幅がそれぞれ1本のひび割れに集中して見られた。したがって、試験体D13およびD19では変形が集中していたことを示している。

除荷時のグラフには、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説で記載されている使用限界、修復限界のひび割れ幅を試験体スケールに換算したものも併せて示している。ひび割れ幅を換算する際には、文献 5)の方法を使用した。縮尺が 1/2 の本実験では、使用限界および修復限界 I の残留ひび割れ幅がそれぞれ 0.13mm, 0.66mm(実大ではそれぞれ 0.2mm, 1.0mm)となった。試験体 D10 では、ひび割れ幅の拡幅が 2 本のひび割れで起こっていたために、変形角 1%後の除荷時の残留ひび割れ幅が修復限界のひび割れ幅より小さくなっている。これに対し、試験体 D19 では、ひび割れ幅の拡幅が 1 本のひび割れに集中したために、変形角 1%後の

除荷時の残留ひび割れ幅が 0.5mm と大きくなっていた。一方、試験体 D10 では変形角 1%後の残留ひび割れ幅は 0.2mm 程度である。したがって、終局曲げ強度が同じ梁でも、主筋を変えることによって残留ひび割れ幅には 2.5 倍程度の差が出ることが分かった。

#### 5. ひび割れ間隔

図3に示した最終ひび割れ状況から、試験体によってひび割れ間隔も異なっていることが分かる。そこで、本研究では図7に示す方法でひび割れ位置を定義し、ひび割れ間隔を比較する。ひび割れの最外縁に直線を引き、それらの中間位置をひび割れ位置と定義している。なお、図7は試験体D10の負載荷で発生したひび割れを例として示している。図中に示したひび割れはa, b, の順で発生し、ひび割れbが発生した後はひび割れaが変化しなくなったことから、これらのひび割れは同一のものとみなして図に示す四角形の中央位置をひび割れ位置とすることにした。各試験体の負載荷時のひび割れについて、比較結果を図8に示す。危険断面側からひび割れを数えることにすると、1本目と2本目の間隔は試験体D10, D13, D19でそれぞれ78mm, 96mm,

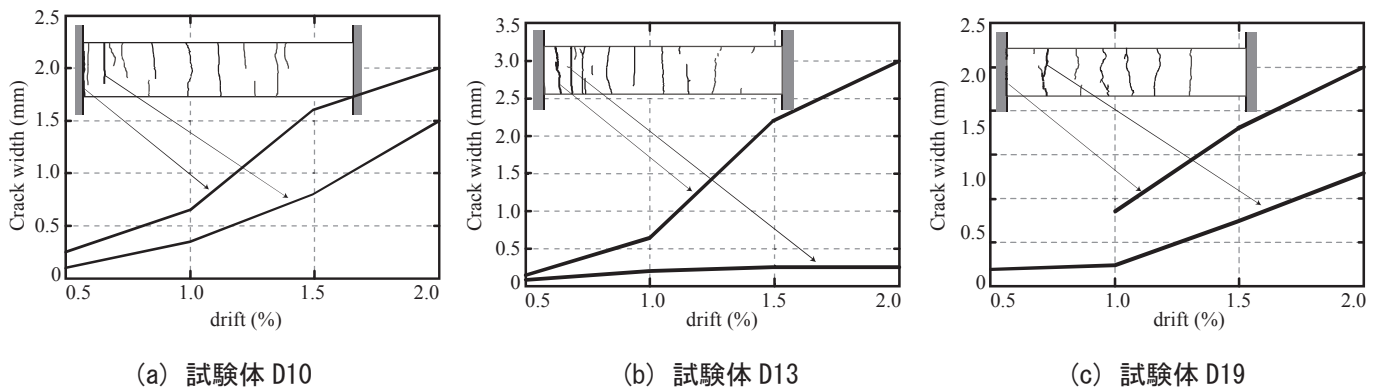


図5 荷重サイクルピーク時のひび割れ幅

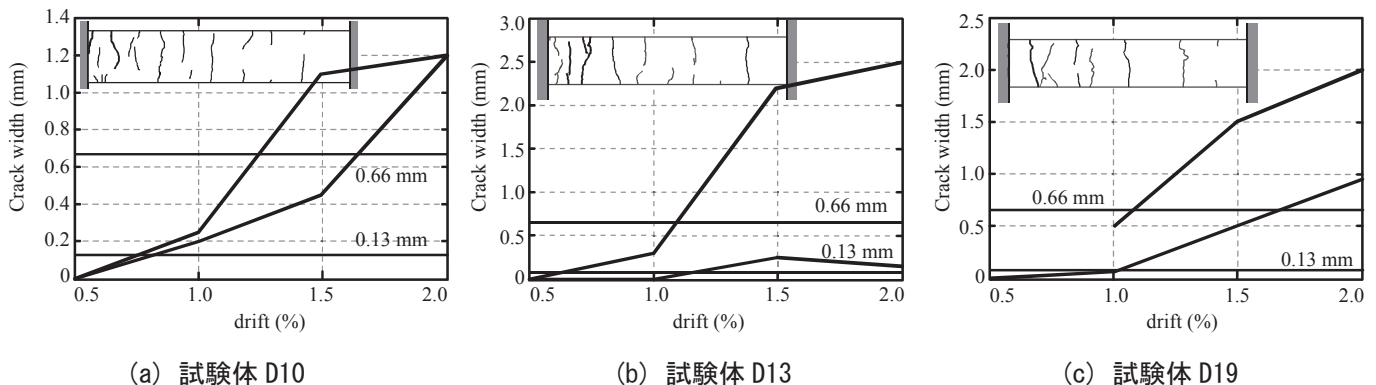


図6 残留ひび割れ幅

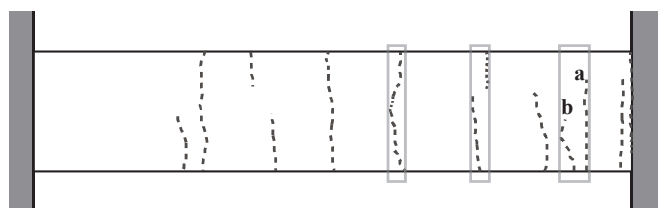
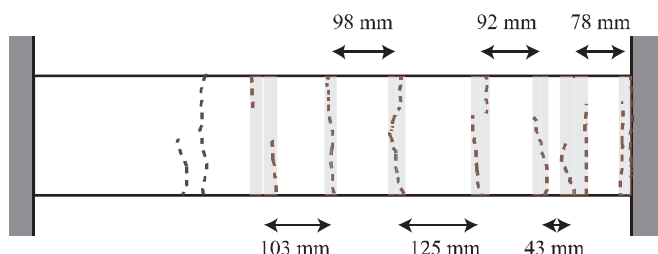
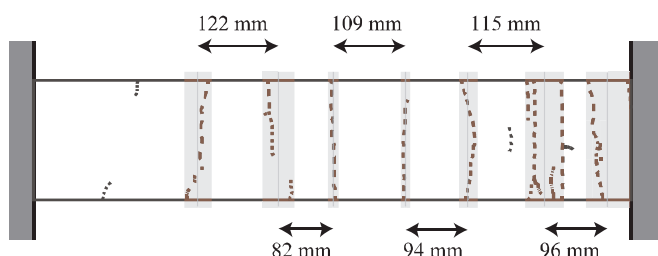


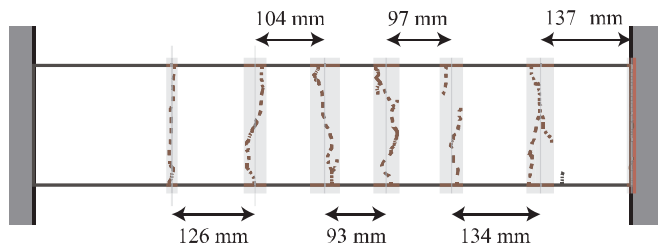
図7 ひび割れ位置の定義



(a) 試験体 D10



(b) 試験体 D13



(c) 試験体 D19

図8 各試験体のひび割れ間隔

137mmとなっており、表2に示した引張鉄筋周長の値と概ね比例する関係となっていることが分かる。したがって、ひび割れ間隔は引張鉄筋周長の値から類推できる可能性があることが分かった。

## 6. まとめ

曲げとせん断が同時に作用する鉄筋コンクリート造梁試験体の実験を行い、以下の知見を得た。

1. 曲げ降伏強度が同程度の試験体でも、鉄筋径を変化させることによってひび割れ間隔およびひび割れ幅は異なる。
2. 主筋にD19を使用した試験体では、変形角1%後の残留ひび割れがD10を用いた試験体のおよそ2.5倍となった。
3. 危険断面近傍のひび割れ間隔は引張鉄筋とコンクリートが接している長さと概ね比例関係になった。

本実験では普通強度の鉄筋を使用しているが、高強度鉄筋を使用した場合には修復限界Ⅱについても差が出る可能性がある。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説，2006年6月
- 2) Watstein: Width and Spacing of Tensile Cracks in Axially Reinforced Concrete Cylinders, Journal of research of the national bureau of standards, Vol. 31, paper 1545, 1943. 7
- 3) 角田与史雄：鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形に関する基礎的研究，北海道大学工学部研究報告，Vol. 54, pp. 1-51, 1969. 10
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010年2月
- 5) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋之，飯塚桃子：RC耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol. 80, No. 709, pp. 481-490, 2015. 3